Martin Osieja
Oswald Klingmüller

Rückbau einer 400 m langen Autobahnbrücke unter besonderen Rahmenbedingungen

BAB A 6, Neckarbrücke Mannheim

Es wird über den Rückbau der alten Neckarbrücke Mannheim im Zuge der BAB A 6 berichtet. Bei diesem Bauwerk bestand jeder der beiden Überbauten aus sechs Bögen mit einer Gesamtlänge von rund 400 m. Je fünf der sechs Bögen wurden durch Sprengen zum Einsturz gebracht. Die beiden Bögen über der Schiffahrtsstraße Neckar durften nicht gesprengt werden und mußten aus diesem Grunde in einzelnen Schritten abgetragen werden. Beim Rückbau waren bestimmte Bedingungen gebührend zu berücksichtigen. Vor allem durften zwei das Bauwerk querende Gashochdruckleitungen in keiner Weise beschädigt werden. Zu ihrem Schutz wurden sie mit beachtlichen Fallbetten überbaut. Der Weg, der zu diesen Fallbetten führte, wird aufgezeigt. Zudem werden die bei den Sprengungen durchgeführten Erschütterungsmessungen sowie deren Ergebnisse vorgestellt. Die mit diesem Rückbau gewonnenen Erfahrungen werden wiedergegeben.

Demolition of a 400-metre long expressway bridge under particular circumstances – BAB A 6, Neckar bridge Mannheim. *This text is about the demolition of the former Neckar bridge Mannheim, situated along the German federal expressway A 6. This construction was composed of two superstructures, which respectively consisted of six arches. Five of the six arches of each superstructure were blasted. The two remaining arches above the Neckar channel could not be blown up due to vessel traffic, and for this reason had to be gradually dismantled. There were a number of aspects that had to be carefully considered during the demolition, especially the presence of two high-pressure gas pipes that run across the construction site. To prevent damage to the pipes, abundant mounds of sand were placed on top of them. The way that led to these mounds is illustrated in this article. Furthermore, the vibration measurements as well as their results are also presented. The experiences gained from this demolition are illustrated in this article.*

1 Einleitung

In den Jahren 1934/1935 wurde im Zuge des Baus der damaligen Reichsautobahn Frankfurt a. Main–Mannheim südlich des heutigen Autobahnkreuzes Viernheim zur Überquerung des Neckarkanals, des Neckars sowie des Neckarvorlands eine rund 400 m lange Brücke (alte Neckarbrücke Mannheim) errichtet.

Die alte Neckarbrücke Mannheim mußte durch ein neues Bauwerk ersetzt werden. Der Neubau dieser Brücke ist eine wesentliche Aufgabe im Rahmen des 6streifigen Ausbaus der BAB A 6 zwischen den Autobahnkreuzen Viernheim und Mannheim (6,5 km Streckenlänge). Der Entschluß, ein neues Bauwerk zu errichten, wurde gefaßt, nachdem Untersuchungen gezeigt hatten, daß es in keiner Weise eine sinnvolle Alternative ist, die alte Brücke zu sanieren und umzubauen. Das neue Bauwerk – eine 410 m lange gevoutete Spannbetonbrücke mit Hohlkastenquerschnitt – besteht aus zwei Überbauten. Jeder Überbau wird im Endzustand drei Fahrstreifen und einen Standstreifen aufnehmen. Zunächst wurde auf der Ostseite unmittelbar neben der alten Brücke die erste Hälfte des neuen Bauwerks hergestellt (s. Bild 1). In dieser Zeit rollte der Verkehr noch über das alte Bauwerk. Anschließend wurde der gesamte Verkehr auf den ersten neuen Überbau umgelegt (sogenannte „4 + 0"-Verkehrsführung). Nun war die Voraussetzung für den Rückbau der alten Brücke gegeben, um anschließend die zweite Hälfte des neuen Bauwerks zu errichten. Diese Vorgehensweise hatte zwar zur Folge, daß die ursprüngliche Linienführung im Grundriß – Abrückung der Trasse nach Osten – nicht beibehalten werden konnte, jedoch können so dem Verkehr zu jeder Zeit zwei Fahrstreifen pro Fahrtrichtung zur Verfügung gestellt werden. Die neue Neckarbrücke Mannheim wird voraussichtlich im Sommer 2005 nach rund dreijähriger Bauzeit fertiggestellt sein.

Nach Vorstellung der alten Nekkarbrücke Mannheim sowie der besonderen Rahmenbedingungen für den Rückbau wird das eigentliche Prozedere beschrieben. Anschließend wird der Schutz der beiden das Bauwerk kreuzenden Gashochdruckleitungen ausführlich behandelt.

Bild 1. Brückenneubau – Herstellung des neuen östlichen Überbaus
Fig. 1. New bridge – construction of the new east-side superstructure

2 Beschreibung des alten Bauwerks

Jeder der beiden Überbauten dieses Bauwerks bestand aus sechs Bögen mit einer Gesamtlänge von rund 400 m. Die Überbauten ruhten auf gemeinsamen massiven Pfeilern. Die Bauwerksgesamtbreite betrug 20,50 m. Die einzelnen Bögen werden im weiteren Text wie folgt bezeichnet:

- Bögen über den Kanal:

Bogen Nr. 1 Ost bzw. West

- die weiteren Bögen:

Bögen Nr. 2 bis Nr. 6 Ost bzw. West

Die im folgenden beschriebenen Bauwerkscharakteristika basieren vor allem auf [1].

Die Bögen wurden als Dreigelenkbögen ausgebildet. Die Gelenkspannweiten lagen zwischen 49,50 und 66,45 m. Die Fahrbahnplatte stützte sich über Druckglieder auf den eigentlichen Bögen (Bogenplatten) ab. Diese waren 7,50 m breit. Die seitliche Verkleidung hatte keine tragende Funktion. Zwischen den beiden Fahrbahnen waren für den Mittelstreifen Platten eingehängt worden.

Überbauten und Pfeiler waren nicht im rechten Winkel zueinander angeordnet. Zur Vermeidung einer schiefwinkligen Lagerung wurden an den Pfeilern sogenannte Gelenkquader (Konsolen) ausgebildet.

Die eigentlichen Bögen wurden auf Lehrgerüsten errichtet. Dabei wurde jeder Bogen in vier Abschnitten betoniert. Pro Bogenhälfte gab es folglich eine Arbeitsfuge. Nach Absenkung des Lehrgerüsts wurden die Stützen und die Fahrbahnplatte hergestellt.

Der Bauablauf war damals wegen eines möglichen Hochwassers in der Winterzeit in zwei Phasen gegliedert. Es wurden zunächst nur die Bögen Nr. 1 bis 3 und später die Bögen Nr. 4 bis 6 hergestellt. Aus diesem Grunde wurde auch der Pfeiler südlich des Bogens Nr. 3 als Gruppenpfeiler für die Bögen Nr. 1, 2 und 3 zur Aufnahme des einseitigen Schubs ausgebildet.

Die Brücke wurde wie erwähnt in den Jahren 1934/1935 im Zuge des Baus der damaligen Reichsautobahn Frankfurt a. Main–Mannheim errichtet. Am Ende des Krieges wurde sie größtenteils zerstört. Die beiden Bögen über den Neckarkanal (Bogen Nr. 1 West bzw. Ost) wurden aber nicht beschädigt. In den Jahren 1948/1950 wurde sie wieder aufgebaut (Bögen Nr. 2 bis 6 West bzw. Ost). Die Tragwerkskonzeption blieb dabei unverändert. An Stelle der Bogenplatten wurden aber zwei Bogenträger (Rippenbögen) gewählt – dieses Unterscheidungsmerkmal ist jedoch hier von untergeordneter Bedeutung. Bild 2 zeigt das alte Bauwerk aus verschiedenen Perspektiven.

Im Neckarvorland liegen verschiedene Leitungen, u. a. zwei Gashochdruckleitungen. Die eine verläuft unter dem ehemaligen Bogen Nr. 4, die andere unter dem ehemaligen Bogen Nr. 6. Das Gelände steigt im Neckarvorland von Nord nach Süd an.

Bild 2. Ansicht altes Bauwerk, a) Blickrichtung Norden, b) Blickrichtung Süden, im Vordergrund Bogen Nr. 2, c) Ansicht Bogen Nr. 1, Blickrichtung Osten, d) Bogen Nr. 1 und neuer östlicher Überbau, Blick von unten
Fig. 2. View of the old structure, a) northern view, b) southern view, arch number 2 in the fore-ground, c) eastern view of arch number 1, d) arch number 1 and the new east-side superstructure, view from the bottom

3 Rahmenbedingungen für Rückbau

Im folgenden sind die Bedingungen aufgeführt, die beim Rückbau zu erfüllen waren.

Schutz der Verkehrswege
Der Neckar ist eine sogenannte Wasser- und Schiffahrtsstraße des Bundes. Zwischen Ladenburg und Mannheim-Feudenheim besteht parallel zum eigentlichen Flußbett des Neckars für die Schiffahrt ein separater Kanal – der Ladenburger Seitenkanal. Der Kanal durfte beim Rückbau nicht beschädigt werden! Zudem war die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs zu jeder Zeit zu gewährleisten.

Unmittelbar neben der alten Brücke wurde zunächst die erste Hälfte des neuen Bauwerks errichtet. Der Abstand zwischen altem und neuem Bauwerk betrug weniger als einen Meter. Das neue Bauwerk durfte nicht beschädigt werden, auch nicht durch Erschütterungen. Selbstverständlich durften auch die Verkehrsteilnehmer auf der Autobahn zu keiner Zeit gefährdet sein.

Schutz der Leitungen
Zwei im Erdreich verlegte Gashochdruckleitungen der MVV Energie AG sowie weitere Leitungen kreuzen das Bauwerk. Die Leitungen, insbesondere die Gashochdruckleitungen, durften nicht beschädigt werden!

Schutz der Umwelt
Das Bauwerk liegt in einem Landschaftsschutzgebiet an der Grenze zu einem Naturschutzgebiet. Eine möglichst geringe Beeinträchtigung des gesamten Umfeldes (Lebensraum für Tiere) war daher sicherzustellen.

Ein mögliches Hochwasser durfte durch Fallbette im Neckarvorland (s. Abschn. 8) sowie durch Abbruchgut im Flußbett (Reduzierung des Abflußquerschnittes) nicht verschärft werden.

Schutz vor Tragwerksversagen
Es versteht sich von selbst, daß auch beim Rückbau die Standsicherheit des Tragwerks zu jeder Zeit gegeben sein muß. Folglich waren sämtliche Bauzustände eindeutig zu definieren sowie die Standsicherheit jedes einzelnen Bauzustands nachzuweisen. Der Aufwand hierfür hängt auch davon ab, welche Unterlagen zur Verfügung stehen. Im vorliegenden Fall fehlten sämtliche Standsicherheitsnachweise für das alte Bauwerk! Die Ausführungspläne waren jedoch vorhanden.

4 Konsequenzen aus den genannten Rahmenbedingungen

Bei der Entwicklung des Konzepts für den Rückbau waren o. g. Rahmenbedingungen gebührend zu berücksichtigen. Im folgenden werden die wesentlichen Konsequenzen genannt.

Die beiden Bögen (West und Ost) über den Ladenburger Seitenkanal durften nicht gesprengt werden – eine im Vertrag verankerte Vorgabe.

Beim Sprengen der restlichen fünf Bögen des östlichen Überbaus (dem neuen Bauwerk zugewandt) war eine definierte Fallrichtung der herabstürzenden Massen, nämlich weg vom neuen Bauwerk, zu erzielen. In diesem Zusammenhang ist anzumerken, daß der AN sich für einen Abbruch durch Sprengung entschieden hat (keine vertragliche Vorgabe).

Für den Schutz der Leitungen, insbesondere der beiden Gashochdruckleitungen, waren Fallbette aufzuschütten. Der Schutz dieser Leitungen wird noch eingehend behandelt.

Sämtliche umweltrelevanten Gesichtspunkte waren zu würdigen. Vor allem war es nach dem Wasserhaushaltsgesetz (WHG) erforderlich, für das Sprengen eine wasserrechtliche Erlaubnis einzuholen. Diese wurde mit bestimmten Auflagen versehen. Es waren u. a. hydraulische Berechnungen durchzuführen, unter der Annahme von Fallbetten im Neckarvorland wie auch vom gesprengten Bogen im Flußbett des Neckars, mit dem Ziel, einen maximalen Pegelstand, bei dem noch gesprengt werden darf, zu definieren. Die Ergebnisse dieser Berechnungen gingen in die wasserrechtliche Erlaubnis ein.

Vor den Sprengungen der Überbauten war je eine Befischung des Neckars durchzuführen (Bild 9). Die eingefangenen Fische wurden anschließend stromaufwärts ausgesetzt. Ein auf Gewässerkunde spezialisierter Biologe wurde zur Wahrung ökologischer Belange eingeschaltet, der auch für die Wiederherstellung des Flußbettes nach den Sprengungen verantwortlich war.

Aus [1] war bekannt, in welchen Schritten das Bauwerk hergestellt worden war. Der Grundgedanke war, beim Rückbau dieselben Bauzustände zu realisieren, es also in umgekehrter Reihenfolge abzutragen. In diesem Sinne wurden die beiden Bögen über den Kanal abgetragen.

Es war eine theoretische Sicherheit (Sicherheitsbeiwert) für jeden Bauzustand festzulegen, welche durch die Standsicherheitsnachweise rechnerisch zu bestätigen war. Darüber hinaus war es sinnvoll, für einen kritischen Bauzustand – in diesem Falle war es das Herausheben der Bogenplatten über den Kanal (siehe unten) – das Schadenspotential bei Tragwerksversagen abzuschätzen und zu beurteilen. Die rechnerische Sicherheit lag bei diesem Arbeitsschritt gerade bei 1,0!

5 Konzept des Rückbaus

Neben den o. g. Aspekten sind bei der Planung des Rückbaus auch wirtschaftliche Gesichtspunkte berücksichtigt worden. Zudem waren klar bestimmte Termine einzuhalten.

Der größte Teil der Bögen, nämlich die Bögen Nr. 2 bis 6 West sowie Nr. 2 bis 6 Ost, wurden durch Sprengen zum Einsturz gebracht und anschließend mit Meißel und anderem Abbruchwerkzeug zerkleinert. Dagegen durften die beiden Bögen (West und Ost) über den Ladenburger Seitenkanal nicht gesprengt werden (s. o.). Es sei explizit darauf hingewiesen, daß aus statischen Aspekten vor Sprengung der Bögen Nr. 2 bis 6 West bzw. Ost die aufgesetzte Fahrbahn, also die gesamte auf dem eigentlichen Bogen (Bogenplatte) ruhende Konstruktion (Stützen und Fahrbahnplatte mit Trägerrost), des Bogens Nr. 1 West bzw. Ost abzutragen war.

Unter Würdigung aller Aspekte ergab sich folgender Bauablauf (Konzept):
- Fahrbahnbelag über die gesamte Brückenlänge abfräsen
- sämtliche Schutzeinrichtungen (Geländer, Schutzplanken) entfernen
- Einhängeplatten zwischen Bogen Nr. 1 West und Bogen Nr. 1 Ost entfernen
- aufgesetzte Fahrbahnplatte des Bogens Nr. 1 West bzw. Ost abtragen
- Befischung des Neckars im Bereich der Brücke
- Sprengen der Bögen Nr. 2 bis 6 West (1. Sprengung)

- Abbruchgut beseitigen
- Sprengen der Bögen Nr. 2 bis 6 Ost sowie der westlichen Hälften der Pfeiler, mit Ausnahme des Pfeilers südlich des Kanals (2. Sprengung)
- Abbruchgut beseitigen
- restliche Pfeilerstücke sprengen (3. Sprengung)
- Bogenplatte Nr. 1 West bzw. Ost der Länge nach teilen (in „Streifen" schneiden)
- Plattenstücke („Streifen") gegen Kippen sichern
- einzelne Plattenstücke („Streifen") herausheben, in dieser Zeit war der Kanal für die Schiffahrt gesperrt
- Reste der Unterbauten einschließlich einiger Fundamente abbrechen

Das Abtragen der aufgesetzten Fahrbahn, die Sprengungen wie auch das Sägen und Herausheben der beiden Bogenplatten werden im weiteren näher betrachtet. Unabhängig davon waren zum Schutze der Leitungen die Fallbette herzustellen.

Es wurde auch eine Alternative zu diesem Konzept entwickelt. Es hätten bei Hochwasserführung des Neckars zunächst nur die Bögen Nr. 4 bis 6 und später die Bögen Nr. 2 und 3 gesprengt werden können. Jedoch wäre Voraussetzung dafür gewesen, daß vor Sprengung der Bögen Nr. 4 bis 6 die aufgesetzte Fahrbahn des Bogens Nr. 3 und vor Sprengung der Bögen Nr. 2 und 3 jene des Bogens Nr. 1 abgetragen worden wäre.

Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, daß unerwartet eine Abdichtung aus Teer einschließlich einer darüberliegenden Schutzbetonschicht angetroffen wurde, die separat zu entsorgen war. Eine Folge davon war, daß das Gesims in einem separaten Arbeitsgang abgebrochen werden mußte.

Ebenfalls sei erwähnt, daß beim Brechen des Stahlbetons der Betonstahl gewonnen wurde – insgesamt rund 1000 t. An Betonabbruch sind rund 45000 t angefallen.

6 Rückbau

6.1 Rückbau Bogen Nr. 1 West bzw. Ost – Erste Phase

Der Abtrag dieser beiden Bögen erfolgte in zwei zeitlich nicht direkt aufeinanderfolgenden Phasen – dazwischen lagen die drei Sprengungen.

Die erste Phase beinhaltete also die Arbeiten, welche zwingend vor Sprengung der fünf von sechs Bögen des östlichen bzw. westlichen Überbaus auszuführen waren. Dabei ging es im wesentlichen darum, die gesamte auf den Bogenplatten ruhende Konstruktion abzutragen. Diese Vorgehensweise war deshalb erforderlich, weil beim Bau der Brücke zunächst die Bogenplatten der Bögen Nr. 1 bis 3 und erst anschließend die Stützen und Fahrbahnplatten hergestellt worden waren [1], mit der Folge, daß der Pfeiler zwischen den Bögen Nr. 1 und 2 damals nicht für den einseitigen Gewölbeschub aus voller Last des Bogens Nr. 1 ausgelegt wurde.

Durch den Abtrag der Einhängeplatten sowie der Fahrbahnplatte und Stützen wurden das Bogeneigengewicht und damit auch die Normalkräfte deutlich reduziert, wodurch wiederum die Lagerpressungen vermindert wurden. Diese waren aber von essentieller Bedeutung, da die Bogengelenke nicht über irgendwie geartete Verankerungen mit dem Beton verbunden waren, sondern lediglich über Reibung in ihrer Lage gehalten wurden. Vor Beginn der Abtragsarbeiten wurden daher Bogengelenkssicherungen eingebaut, um die beiden Gelenkhälften jeweils in ihrer Lage zu fixieren. Sie wurden für die Aufnahme einer bestimmten Querkraft dimensioniert. Durch diese Sicherungsmaßnahme konnten Erschütterungen durch Baumaschinenbetrieb oder auch Sprengung sowie Verformungen des Bogens vor allem aus asymmetrischer Last nicht zu einem Versagen der Gelenke dadurch führen, daß sie verrutschten (Extremfall: Herausfallen) oder sich „öffneten". Die wesentlichen Elemente der Gelenksicherung waren (über Spannstähle) miteinander verspannte Stahlprofile (IPB 300, ausgesteift mit Stegblechen) – s. Bild 3.

Nach dem Einbau der Bogengelenkssicherungen wurden die zwischen den beiden Fahrbahnen eingehängten Platten geschnitten und herausgehoben (Bild 4). Anschließend konnte mit dem schrittweise vom Scheitelgelenk ausgehenden symmetrischen Abtrag der Fahrbahnplatte und Stützen des Bogens Ost bzw. West begonnen werden. Dazu wurde die Fahrbahnplatte durch Sägeschnitte so aufgeteilt, daß die einzelnen Elemente ein bestimmtes Gewicht nicht überschritten (Bild 5). Die geschnittenen Teile wurden herausgehoben und abtransportiert. Das Abtragen erfolgte in definierten Schritten. Für jeden einzelnen der 18 Schritte wurden die entsprechenden Standsicherheitsnachweise geführt. Das maximale Gesamtgewicht der Baumaschinen war vorgegeben.

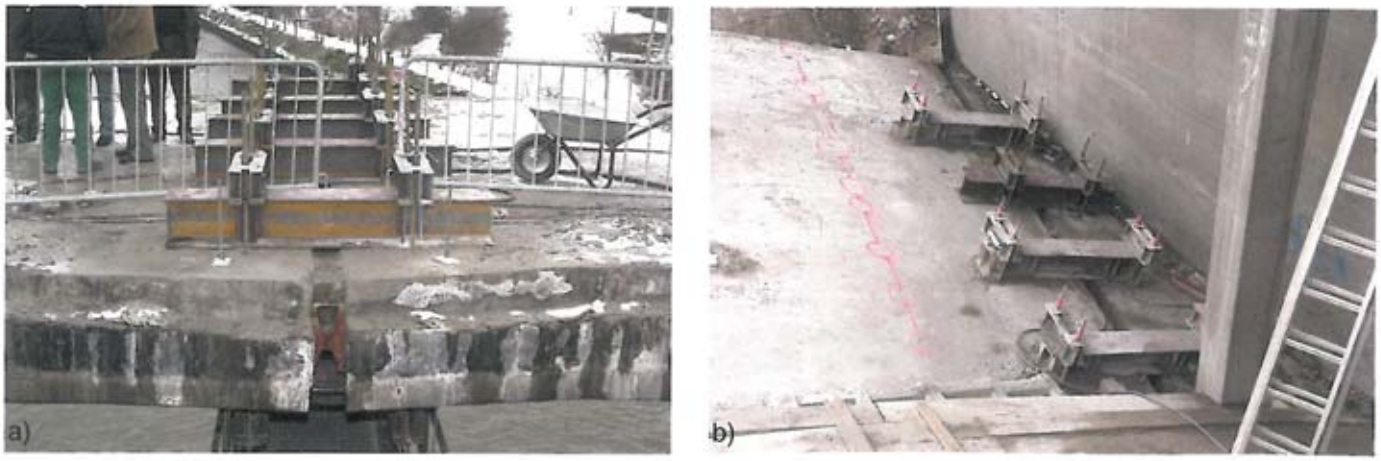


Bild 3. Sicherung der Gelenke, a) Scheitelgelenk, b) ein Kämpfergelenk
Fig. 3. Safety lock of the hinges, a) crown hinge, b) a springing hinge

Nach Abschluß dieser Arbeiten wurden die drei Sprengungen ausgeführt.

6.2 Rückbau Bögen Nr. 2 bis 6 West bzw. Ost

Diese insgesamt zehn Bögen wurden durch Sprengen zum Einsturz gebracht. Bei Abbruchsprengungen wird grundsätzlich unterschieden zwischen
- Kollapssprengung (Bauwerk fällt in sich zusammen) mit selbsterzeugtem Fallbett
- Kippsprengung, bei welcher falls erforderlich zuvor ein Fallbett aufzuschütten ist.

Abwandlungen sind mögliche Teil-Kipp-Kollapssprengungen, wobei ein Teil kollabiert und ein anderer Teil kippt. Beim Abbruch von Schornsteinen wäre noch die Faltsprengung zu erwähnen, die aus mehreren Kippsprengungen besteht.

Bei den weiteren Ausführungen werden die Bögen als zweidimensionale Tragwerke betrachtet.

Bei diesem Vorhaben bot es sich an, die Dreigelenkbögen gezielt zum Versagen und damit zum Absturz von

Bild 4. Ausbau der Einhängeplatten
Fig. 4. Dismantling of the slabs between the two superstructures

Bild 5. Sägearbeiten (Fahrbahnplatte)
Fig. 5. Sawing of the deck

Bild 6. Bogenplatte des Bogens Nr. 1 West
Fig. 6. Arched slab of arch number 1 west

Bild 7. Bogen Nr. 1 Ost und Bogenplatte Nr. 1 West
Fig. 7. Arch number 1 east and arched slab number 1 west

Bild 8. Bögen Nr. 1 bis 3 vor der ersten Sprengung
Fig. 8. Arches number 1 through 3 before the first blasting

Bild 9. Elektrobefischung vor den ersten zwei Sprengungen
Fig. 9. Electric fishing prior to the first two blastings

den Pfeilern zu bringen. Zwecks Herbeiführung einer kinematischen Kette, die den gewünschten Absturz des Bogens zur Folge hatte, war bei jedem Bogen mindestens ein Gelenk zu zerstören. Dafür hat sich ein Kämpfergelenk angeboten. Jedoch wurde nicht das eigentliche Lager, sondern der Beton seitlich des Gelenks in einer Breite von etwa einem Meter durch Sprengung zerstört (s. Bild 10).

Dadurch, daß der Beton seitlich des Gelenks in einer bestimmten Breite zerstört wurde, konnte auch eine gewisse horizontale Bewegungsmöglichkeit für den Bogen beim Absturz geschaffen werden – ein mögliches Verkanten des Bogens an der Auflagerkonsole wurde so ausgeschlossen. Dieses Konzept des Bogenabbruchs, insbesondere das Sprengen seitlich des Gelenks, wurde hier gewählt, weil es sich bereits beim Rückbau der Autobahnbrücke über die Donau bei Leipheim (BAB A 8) – eine ähnliche Aufgabe – bewährt hatte.

Bild 10. Bohrlöcher für Sprengladungen
Fig. 10. Drill holes for the explosives

Die durch den Aufschlag zerstörten Bögen wurden anschließend mit Meißel, Schere und Zange zerkleinert.

Im folgenden wird das Sprengen des Betons seitlich eines Gelenks der Einfachheit halber als Zerstörung eines Kämpfergelenks bezeichnet.

Es gab wie erwähnt drei Sprengungen. Bei allen drei Sprengungen wurde die gesamte Umgebung in einem Umkreis von etwa 300 m zum Bauwerk gesperrt. Es wurde also auch die Autobahn kurzzeitig voll gesperrt. Daher wurden alle drei Sprengungen jeweils Sonntag morgens um 10:00 Uhr gezündet.

Mit der ersten Sprengung – ausgeführt am 29. 02. 04 – wurden die Bögen Nr. 2 bis 6 des westlichen Überbaus zum Einsturz gebracht (s. Bild 11). Dazu wurden bei den Bögen Nr. 3, 4 und 6 die Kämpfergelenke auf der Nordseite und beim Bogen Nr. 2 das Kämpfergelenk auf der Südseite zerstört. Bogen Nr. 5 sollte – zumindest in einem gewissen Maße – zum Kippen (nach Westen) gebracht werden. Daher wurden bei diesem Bogen beide Kämpfergelenke zerstört und zwar jedes durch eine zeitversetzte Zündung „West ⇒ Ost" von in der Tiefe gestaffelten Sprengladungen. Es sollte bei der ersten Sprengung nämlich ausprobiert werden, ob die gewählten Sprengparameter zum gewünschten Kippen des Bogens führen, denn bei der zweiten Sprengung mußten sich sämtliche Bögen beim Herabstürzen von den Pfeilern zur Seite neigen, um beim Aufschlag nicht das neue Bauwerk zu beschädigen. Da der Bogen beim Einsturz sich nicht im gewünschten Maße zur Seite neigte, wurden bei der zweiten Sprengung die in der Tiefe gestaffelten Sprengladungen im Vergleich zur ersten Sprengung deutlich zeitversetzter gezündet. Es war also

Bild 11. Sprengung, a) erste Sprengung, Bogen Nr. 4, b), c), d) gesprengter Überbau West
Fig. 11. Blasting, a) first blasting, arch number 4, b), c), d) blasted superstructure west

richtig, Bogen Nr. 5 in der beschriebenen Weise zu sprengen, um eine entsprechende Erfahrung gewinnen zu können – auch für einen erfahrenen Sprengmeister eine wertvolle Hilfe. Bild 12 zeigt den verbliebenen Überbau Ost.

Die Bögen Nr. 2 bis 6 des östlichen Überbaus wurden mit der zweiten Sprengung am 14. 03. 04 zum Einsturz gebracht (s. Bild 13). Praktisch gleichzeitig wurden die westlichen Hälften der Pfeiler, mit Ausnahme des Pfeilers südlich des Kanals, gesprengt. Anzumerken ist, daß kurzfristig entschieden wurde, aus praktischen Gründen den Pfeiler im Fluß im Rahmen der zweiten Sprengung gleich komplett zu sprengen.

Um eine Beschädigung des neuen östlichen Überbaus, dessen Abstand zum alten Überbau weniger als einen Meter betrug, zu vermeiden, sollten diese Bögen mit einer deutlichen Neigung nach Westen aufschlagen. Daher wurden diese fünf Bögen so gesprengt wie Bogen Nr. 5 (West) im Rahmen der ersten Sprengung. Die Sprengung war ein voller Erfolg; das neue Bauwerk wurde in keiner Weise beschädigt.

Bei der dritten und letzten Sprengung am 21. 03. 04 wurden die östlichen Hälften der (drei südlichen) Pfeiler gesprengt. Auch diese Sprengung verlief ohne Probleme.

Nach Abschluß der Sprengarbeiten erfolgte der Rückbau der noch verbliebenen Bogenplatten der Bögen Nr. 1 Ost bzw. West.

Bild 12. Verbliebener Überbau Ost
Fig. 12. Remaining superstructure east

Bild 13. Zweite Sprengung, a) Bogen Nr. 4, b) gesprengter Überbau Ost, c) gesprengter Überbau Ost, Bögen Nr. 2 und 3 sowie Flußpfeiler, d) Zerkleinern der gesprengten Bögen
Fig. 13. Second blasting, a) arch number 4, b) blasted superstructure east, c) blasted superstructure east, arches 2 and 3 as well as river pillar, d) wrecking of the blasted arches

6.3 Rückbau Bogen Nr. 1 West bzw. Ost – Zweite Phase

Diese Phase beinhaltete das Herausheben der beiden Bogenplatten über den Kanal. Da bei diesem Arbeitsschritt die rechnerische Sicherheit lediglich 1,0 betrug, wurde sicherheitshalber der Kanal in jener Zeit voll gesperrt.

Die Gelenkspannweite des Bogens Nr. 1 West bzw. Ost betrug 53,80 m. Die Bogenplatte war im Kämpfer 0,75 m, im Bogenviertel 0,95 m und im Scheitel 0,70 m dick und 7,50 m breit. Nach [1] betrug der Bogenschub im Kämpfer aus Eigengewicht und Verkehrslast 2300 t und die Horizontalkraft im Scheitel aus Eigengewicht und Verkehrslast 2120 t.

Für die Bewehrung der Bogenplatte war damals die außermittige Beanspruchung des Querschnitts durch die eingehängte Platte des Mittelstreifens maßgebend [1]. Dennoch war wegen der großen Druckkräfte nur eine schwache Bewehrung in der Bogenplatte erforderlich. Als Längsbewehrung wurde in jeder Bogenplatte eine obere und untere Lage von je 14 ∅ 22 der Stahlgüte 220/340 eingebaut. Diese Bewehrung war beim weiteren Vorgehen von elementarer Bedeutung, denn die Bogenplatten (beide Bogenhälften synchron) wurden herausgehoben – aus dem vorwiegend auf Druck beanspruchten Bogen wurde also ein (auf Biegung beanspruchter) Balken. Das statische System war ein Durchlaufträger.

Um die vorhandene Längsbewehrung auf der Ober- und Unterseite möglichst gleichmäßig ausnutzen zu können, wurden bei der statischen Berechnung die Anschlagpunkte so lange „verschoben", bis sich eine ausgewogene Momentenlinie einstellte.

Jede der beiden Bogenplatten wurde zunächst zur Gewichtsreduzierung durch vier Längsschnitte in fünf einzelne Plattenstücke (im weiteren Verlauf als „Plattenstreifen" bezeichnet) geteilt. Da dabei keiner der Längsbewehrungsstäbe zerschnitten werden durfte, wurde vor dem Schneiden die genaue Lage der Bewehrung auf der Ober- wie auch Unterseite sondiert. Bemerkenswert ist, daß die Bewehrungsstäbe damals keineswegs genau in der Lage eingebaut worden waren, wie in den Plänen dargestellt. Wären die Schnittlinien allein nach den Bewehrungsplänen festgelegt worden, wären Stäbe durchtrennt worden, die jedoch zur Aufnahme der Biegemomente beim Herausheben benötigt wurden.

Eine Schnittiefe von bis zu ca. einem Meter führte dazu, daß jeder Bogentrennschnitt in mehreren Schritten ausgeführt wurde.

Zunächst wurde mit einem Sägeblatt kleineren Durchmessers genau nach Maß der erste Schnitt geführt. In weiteren Schritten wurde durch das (Nach-)Schneiden mit immer größeren Sägeblättern der Schnitt vertieft. Da die Schiffahrt auch bei diesen Arbeiten aufrechtzuerhalten war, wurden wegen des beim Sägen anfallenden Schmutzwassers zunächst beide Bogenhälften bei halbseitiger Kanalsperrung auf der einen und anschließend auf der anderen Seite geschnitten (s. Bild 14).

Die „Plattenstreifen" waren gegen Kippen zu sichern. Dazu wurden sie einfach über einen gabelförmigen Träger miteinander verbunden, der bei ihrem späteren Herausheben stückweise abgetrennt wurde. Der letzte der zehn „Plattenstreifen" wurde über eine Seilabspannung gegen Kippen gesichert.

Die „Plattenstreifen" wurden mit Autokranen herausgehoben, die auf der Nord- und Südseite des Kanals positioniert waren. Beide Hälften eines „Plattenstreifens" wurden nach Trennung des Scheitelgelenks synchron angehoben. Das (maximale) Gewicht eines „Plattenstreifens" betrug rund 200 t. Pro Seite waren also etwa 100 t anzuheben, bei einer relativ großen Ausladung. Daher wurde mit zwei Autokranen pro Seite gearbeitet. Auf der Nordseite wurden ein 500- und ein 550-t-Kran, auf der Südseite ein 500- und ein 700-t-Kran aufgestellt.

Pro Seite wurden zwei spezielle Vierer-Gehänge eingesetzt. Jedes dieser Gehänge setzte sich aus einer Längs- und zwei Quertraversen mit je zwei Seilen zusammen (Bild 15). Mit dieser Konstruktion wurde sichergestellt, daß – lotrechtes Anheben vorausgesetzt – kein Schrägzug, der unbedingt zu vermeiden war, eingetragen wurde.

Der Arbeitsablauf des Heraushebens der Bögen wurde minuziös geplant und in einer Arbeitsanweisung festgehalten, mit dem Ziel, einen Eintrag von unplanmäßigen Biegemomenten durch nicht vorgesehene Zugkräfte auszuschließen. Dazu gehörte auch die Benennung eines Krankoordina-

Bild 14. Sägen der Bogenplatte (a, b)
Fig. 14. Sawing of the arched slab

Bild 15. Traverseneinheit
Fig. 15. Traverse unit

tors, der über Funk permanent mit allen vier Kranführern verbunden war und somit den Hubvorgang gezielt steuern konnte.

Zunächst wurden an allen vier Haken synchron die jeweils rechnerischen Zugkräfte langsam, aber kontinuierlich aufgebracht. Somit wurde zumindest theoretisch das Eigengewicht des „Plattenstreifens" kompensiert und dadurch wiederum die Normalkraft im Scheitelgelenk minimiert. Nach dem Beseitigen der Kippsicherung wurde das Scheitelgelenk mit sogenannten Sauerstofflanzen durchgetrennt (s. Bild 16a). Anschließend wurden die Teile herausgehoben und in den Uferbereichen abgelegt (s. Bild 16b, c).

Anzumerken ist, daß sich beim Herausheben – nicht völlig unerwartet – die alten Betonierfugen öffneten. Da diese Fugen damals glatt abgeschalt wurden, konnten dort Querkräfte kaum übertragen werden. Daher wäre es besser gewesen, diese Fugen mit einer querkraftübertragenden Konstruktion zu sichern.

7 Schutz der Gashochdruckleitungen

In diesem Abschnitt wird nach Erläuterung des eigentlichen Ziels, nämlich des Leitungsschutzes, über Prognoseansätze der zu erwartenden Schwinggeschwindigkeiten sowie deren Vergleich mit den tatsächlich aufgetretenen Erschütterungen berichtet. Zudem werden die Schlußfolgerungen aufgezeigt.

Erklärtes Ziel (Leitungsschutz)

Beide Gashochdruckleitungen konnten nur für eine bestimmte Zeit vom Netz genommen werden. Daher sollte die erneute Inbetriebnahme dieser Leitungen unmittelbar nach Abschluß der Sprengarbeiten erfolgen. Demzufolge war es erklärtes Ziel, keine der beiden Leitungen zu beschädigen – die Möglichkeit der Leitungsinstandsetzung nach den Sprengungen wurde hier also nicht näher betrachtet.

Folglich war auch zu überlegen, wie der Nachweis dafür am sinnvollsten erbracht werden konnte. In diesem Sinne wurden gemeinsam mit dem Leitungsbetreiber, also der MVV Energie AG, und dem TÜV Süddeutschland, der seitens des Leitungsbetreibers als Sachverständiger eingeschaltet wurde, Grenzwerte für die zulässigen Schwinggeschwindigkeiten bzw. zulässigen Spannungen der Leitungen festgelegt, die bei den Sprengungen einzuhalten waren.

Da der TÜV Süddeutschland in der Funktion des Sachverständigen diese Vorgehensweise unterstützt hat, wurde auch der Verordnung über Gashochdruckleitungen Genüge getan. Orientierungshilfen für die Festlegung der genannten Grenzwerte waren die DIN 4150 Teil 3 und die DIN EN 1594.

Angaben zu den Leitungen

Beide Leitungen sind geschweißte Spiralrohre aus Baustahl S 355 mit einer Wanddicke von 10 mm. Der Betriebsdruck in beiden Leitungen beträgt 50 bar. Eine Leitung (DN 400) verläuft in etwa 1,50 m Tiefe unter Bogen Nr. 4 in einem Abstand von 20 bis 23 m zum Pfeiler zwischen Bogen Nr. 4 und 5, die andere Leitung (DN 300) verläuft auch in etwa 1,50 m Tiefe unter Bogen Nr. 6 in einem Abstand von 9 bis 12 m zum südlichen Widerlager.

Verordnung über Gashochdruckleitungen (GasHL-VO) [2]

Es sei der Hinweis erlaubt, daß eine Verordnung Gesetzescharakter hat und daher allgemeinverbindlich ist. Diese Verordnung gilt für die Errichtung und den Betrieb von der öffentlichen Versorgung dienenden Gashochdruckleitungen, die mit einem Über-

Bild 16. Trennen des Scheitelgelenks (a), Herausheben der Elemente (b), (c)
Fig. 16. Cutting of the crown hinge (a), lifting of the elements (b), (c)

druck von mehr als 16 bar betrieben werden (§ 1, Abs. 1).

Nach § 6 Abs. 1 darf eine Gashochdruckleitung erst (bzw. erst wieder) in Betrieb genommen werden, wenn ein Sachverständiger aufgrund einer Prüfung hinsichtlich der Dichtheit und Festigkeit und des Vorhandenseins der notwendigen Sicherheitseinrichtungen festgestellt hat, daß gegen die Inbetriebnahme der Gashochdruckleitung keine sicherheitstechnischen Bedenken bestehen und er hierüber eine Bescheinigung erteilt hat. Ein Verstoß gegen diese Bestimmung stellt nach § 16 eine Ordnungswidrigkeit dar.

Da beide Leitungen erst vom Netz und anschließend wieder in Betrieb genommen wurden, waren die Vorgaben des § 6 der GasHL-VO zu erfüllen. Der Sachverständige erklärte sich aber bereit, bei Einhaltung der o. g. Grenzwerte auf die kosten- und zeitintensiven Prüfungen der Dichtheit und Festigkeit vor der (erneuten) Inbetriebnahme zu verzichten.

Vertragsverhältnis Bauherr/Leitungsbetreiber

Nicht selten ist es einem Leitungsbetreiber per Vertrag gestattet, seine Leitung in Grundstücke zu verlegen, dessen Eigentümer er nicht ist. Fallen dann wie hier nicht unerhebliche Kosten für Schutzmaßnahmen an, ist es ratsam, möglichst frühzeitig auch die Frage, wer welche Kosten zu tragen hat, zu klären. Oftmals helfen bei dieser Konstellation die Gestattungsverträge weiter, aber eben nicht immer.

Vorgaben der DIN EN 1594 [3]

Diese europäische Norm hat den Status einer deutschen Norm und Rohrleitungen für einen max. zulässigen Betriebsdruck über 16 bar von Gasversorgungssystemen zum Inhalt.

Nach Anhang F.3.2 sind bei Bodenbewegungen die Spannungen und Dehnungen mit entsprechenden Modellen für das Gesamtsystem Leitung – Boden zu ermitteln, in dem das nichtlineare Verhalten des Bodens, große Bodenbewegungen und das unelastische Verhalten der Leitung berücksichtigt werden.

Die zulässige Spannung im Betriebszustand beträgt nach Abs. 7.4.1.3:

$$0{,}72\ R_{t\,0,5}\ (\theta) = 0{,}72\ R_{t\,0,5}$$

wobei $R_{t\,0,5}$ die Dehngrenze (Streckgrenze) bei 0,5 % der gesamten Dehnung (total strain, spezifizierter Mindestwert) bei Umgebungstemperatur in N/mm² ist. Für den duktilen Baustahl S 355 der Rohre würde somit 72 % der Fließspannung als Grenze einzuhalten sein. Für Sonderlastfälle, wie z. B. Druckprüfungen, werden auch 95 % der Fließspannung zugelassen.

Vorgaben der DIN 4150 Teil 3 [5]

Nach Abschnitt 4 der DIN 4150 Teil 3 kann zur Beurteilung von Erschütterungseinwirkungen auf bauliche Anlagen auch ein Spannungsnachweis unter Einbeziehung der dynamischen Zusatzbelastung geführt werden. Da es allerdings fast nie möglich ist, die komplexe Mechanik befriedigend genau in einem Modell abzubilden, welches einen Spannungsnachweis ermöglicht, werden für einen Ersatznachweis Anhaltswerte (Abschnitte 5 und 6) genannt, bei deren Einhaltung erfahrungsgemäß keine Schäden aus Erschütterungen zu erwarten sind.

Für kurzzeitige Erschütterungen erdverlegter Rohrleitungen als geschweißte Stahlleitungen wird in Tabelle 2 ein Anhaltswert von v_i = 100 mm/s angegeben. Der Ansatz dieses Wertes setzt jedoch voraus, daß die Leitungen nach dem aktuellen Stand der Technik hergestellt und verlegt worden sind.

Forderungen des Leitungsbetreibers (zu erbringende Nachweise)

Es wurde gemeinsam mit der MVV Energie AG und dem TÜV Süddeutschland als Grenzwert für die zulässigen Schwinggeschwindigkeiten der drucklosen Leitungen 50 mm/s festgelegt. Im Vergleich zum Anhaltswert der DIN 4150 Teil 3, Tabelle 2 ist hier also ein zusätzlicher Sicherheitsfaktor eingeflossen.

Auch nach (erneuter) Inbetriebnahme der beiden Gashochdruckleitungen waren erschütterungsemittierende Abbrucharbeiten (Fundamentabbruch mit Meißel) wie auch erschütterungsemittierende Gründungsarbeiten für den zweiten Überbau (Herstellung von Ortbetonrammpfählen) erforderlich. Anzumerken ist, daß auch bei Herstellung der Ortbetonrammpfähle für den ersten Überbau die Erschütterungen der Gashochdruckleitungen meßtechnisch erfaßt wurden. Für diese Fälle wurde als Grenzwert für die zulässigen Schwinggeschwindigkeiten 30 mm/s für den neu verlegten Leitungsbereich der DN 300 und 20 mm/s für die alten Leitungsbereiche festgelegt.

Das Konzept für den Nachweis, daß durch die Sprengarbeiten kein Schaden an den Leitungen eingetreten ist, sah wie folgt aus:

- Durchführung von beweissichernden Erschütterungsmessungen: Bei Einhaltung des festgelegten Grenzwertes von 50 mm/s war kein weiterer Nachweis erforderlich.
- Durchführung eines Spannungsnachweises im Falle der Grenzwertüberschreitung. Dafür wurde in Anlehnung an Arbeitsblatt G 463 der DVGW eine zulässige Spannung von 324 N/mm² (= 90 % der Fließspannung) definiert. Das statische System für den Spannungsnachweis war der beidseitig voll eingespannte Stab. Auf die Spannweite wird noch eingegangen.

Um einen evtl. erforderlichen Spannungsnachweis überhaupt führen zu können, mußte aus den Erschütterungsmessungen auch eine ausreichend genaue Biegelinie der Rohrleitung hergeleitet werden können. Die Lösung dafür war, ggf. die gemessenen Schwinggeschwindigkeiten zu integrieren, um auf diesem Wege an jeder Meßstelle die maximale Verschiebung der Rohrleitung ermitteln zu können. Da die Erschütterungen direkt unter den aufschlagenden Massen zu erfassen waren, ergaben sich pro Leitung – Sprengung Bogen West und Sprengung Bogen Ost – zwei Meßpunkte. Mit diesen beiden Meßpunkten im Abstand von etwa 8 m waren dann auch Stützstellen für die näherungsweise Bestimmung der Biegelinien gegeben.

Eine Berechnung der Spannungen aus den Bodenbewegungen, wie sie von *Newmark* [8] für Erdbebenerschütterungen abgeleitet wurde, galt hier im Nahfeld (Definition in [4]) der Erschütterungsquelle als nicht problemrelevant.

8 Erschütterungsprognose, Schutzmaßnahmen

In einer Prognose der Einwirkungen auf die Gashochdruckleitungen wurden die zu erwartenden Erschütterungen bestimmt und die damit ver-

bundenen Spannungen bzw. Dehnungen ermittelt.

Abbrucharbeiten (z. B. durch Sprengung) erzeugen durch die Aufprallvorgänge kompakter Massen auf den Baugrund Erschütterungen, die sich im Boden ausbreiten. Die Größe der Aufprallerschütterungen und ihr Frequenzgehalt hängen ab von:

- Fallgewicht G
- Fallhöhe h
- Ausbildung der Aufprallfläche
- Bodenart und -steifigkeit
- Bodenschichtung
- Oberflächenrelief zwischen Aufprall- und Meßstelle.

Für die Ausbreitung der Erschütterungen aus aufprallenden Massen gibt die DIN 4150 Teil 1 eine Beziehung zwischen der Fallenergie und der Entfernung an. Die Größe der Aufprallerschütterungen ist näherungsweise der Quadratwurzel der Fallenergie E proportional [4]:

$$v_{max} = k\left(\frac{E}{E_0}\right)^{0,5}\left(\frac{R}{R_0}\right)^{-m}$$

Dabei ist:

v_{max} der Maximalwert der Schwinggeschwindigkeit im Freifeld, in mm/s
E die Fallenergie G h, in kJ
E_0 = 1 kJ (Bezugsgröße)
R die Entfernung von der Fallstelle, in m
R_0 = 1 m (Bezugsgröße)
k ein Beiwert, in mm/s, empirisch ermittelt
m eine Kennzahl, empirisch ermittelt

Mit dieser Erschütterungsabstandsbeziehung kann zwar eine Schwinggeschwindigkeit in beispielsweise 1 m Entfernung vom Aufschlagpunkt bestimmt werden, für diesen selbst (R = 0 m) bleibt jedoch die Erschütterung unbestimmt (∞). Die verwendeten Parameter, insbesondere der Grundwert der Schwinggeschwindigkeit (Beiwert k), sind empirische Parameter, die aus der statistischen Auswertung von Erschütterungsmessungen bei vergleichbaren oder zumindest ähnlichen Sprengungen resultieren. Da diese Parameter einer nicht unerheblichen Streubreite unterliegen, setzt die Anwendung der o. g. Formel aus [4] eine hinreichende Erfahrung voraus. Andernfalls ist die Gefahr gegeben, daß die prognostizierten Schwinggeschwindigkeiten falsch sind.

Darüber hinaus erscheint es angebracht, in Abhängigkeit der Rahmenbedingungen zu überlegen, ob die Anwendung dieser Formel der richtige Ansatz für die Erschütterungsprognose ist.

Bei der Erarbeitung der Ausschreibungsunterlagen für den Rückbau wurde auch eine Prognose für die Erschütterungen im Bereich der Gashochdruckleitungen aus Massenaufprall auf den Baugrund aufgestellt. Für die oben wiedergegebene Formel aus [4] wurden dabei in Anlehnung an [6] die Parameter zu k = 30 mm/s und m = 1,2 gewählt.

Außerdem wurde angenommen, daß sich die Masse eines Halbbogens in einem Punkt konzentriert. Demzufolge würde diese Masse von rund 1000 t aus etwa 15 m Höhe in ca. 8,5 m Entfernung zur Gashochdruckleitung DN 400 (Bogen 4) punktförmig auf dem Baugrund aufschlagen.

Mit k = 30 mm/s und m = 1,2 ergibt sich somit die Erschütterung in 8,5 m Abstand vom Aufschlagpunkt zu v_{max} = 25 mm/s.

Diese Prognose setzte jedoch das Vorhandensein eines Fallbetts von etwa 1,5 m Höhe gemäß Bild 17 voraus, auch um die Leitung vor direkt auftreffenden Brückenteilen zu schützen.

Bestimmte Überlegungen seitens des Bauherrn führten zu einer erneuten baudynamischen Untersuchung für den Schutz der Gashochdruckleitungen. Ein Ergebnis daraus war, daß hier die Anwendung der genannten Formel zu keiner befriedigenden Prognose der Erschütterungen führen kann, da sie für größere Entfernungen Meßpunkt – Aufschlagpunkt abgeleitet wurde.

Folgende Aspekte sind in diesem Zusammenhang anzuführen:

- Die Parameter k und m sind nicht physikalisch begründet.
- Die Verwendung der Wurzel aus der kinetischen Energie ergibt sich aus der Extrapolation für das Fernfeld (Definition in [4]), während für den Auftreffpunkt eher von der vollen Größe der kinetischen Energie ausgegangen werden muß.

Die Herkunft der Meßwerte ist bei einer Extrapolation zu berücksichtigen. Es ist auch zu überlegen, ob eine Extrapolation überhaupt sinnvoll ist. Dies gilt insbesondere dann, wenn die Parameter aus Meßwerten in 50 bis 500 m Abstand abgeleitet wurden. Man kam zu dem Schluß, daß die Annahme einer punktförmigen Masse für einen Betonkörper mit einer Abmessung von 10 × 25 m² sowie mit Abständen von 5 bis 10 m über Gelände hier in keiner Weise sinnvoll ist.

Da bisher bei Bauwerkssprengungen keine Erschütterungsmessungen direkt unter fallenden Massen durchgeführt wurden (d. h., es konnte auf keine entsprechenden Unterlagen zurückgegriffen werden), mußten für das Nahfeld (Definition in [4]) sinnvolle Näherungen erarbeitet werden. Im Rahmen der Vorbereitung der Sprengungen wurden eine genauere Betrachtung des Fallvorgangs und eine Prognose der Erschütterungen, die für die Dimensionierung der Fallbette zuverlässig genug war, vorgenommen.

Das Sprengkonzept ging von der Annahme aus, daß die Bögen mit der aufgesetzten Fahrbahn nach der Sprengung senkrecht als Ganzes fallen, wobei sich aufgrund des fehlenden Drucks die als Gleitlager ausgebildeten Gelenke öffnen. Zudem wurde angenommen, daß wegen der Massen-

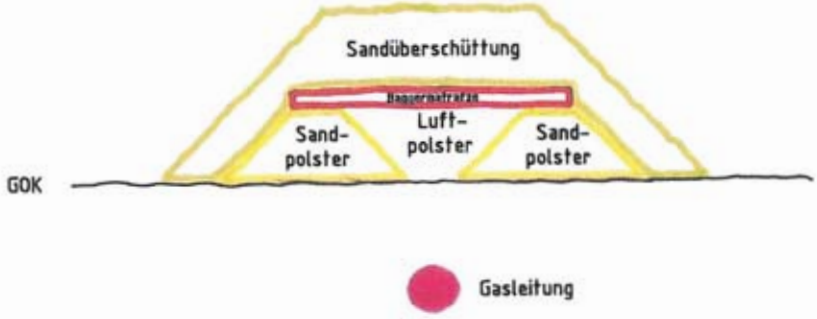


Bild 17. Fallbett gemäß der Ausschreibung
Fig. 17. Sand mound according to bidding procedure

trägheit die Bogenseite mit dem gesprengten Bereich nur unwesentlich früher als die andere Bogenseite aufschlägt.

Bogen Nr. 5 West sollte wie erwähnt zum Kippen gebracht werden, um ein Aufschlagen der Massen nach Westen zu erreichen, ebenso sämtliche Bögen Ost.

Im folgenden wird aufgezeigt, welche Überlegungen über die Versagensmöglichkeiten der Bögen angestellt wurden (Bilder 19 bzw. 20, Darstellung ohne die aufgesetzte Fahrbahn). Zunächst gibt Bild 18 den Dreigelenkbogen im Ausgangszustand schematisch wieder.

Basis für die weiteren Überlegungen ist die Feststellung, daß nicht die gesamte Masse zu einem Zeitpunkt auf dem Baugrund aufschlägt. Demzufolge sind Annahmen für das Aufschlagen der beteiligten Teilmassen zu treffen, also welche Teilmasse wann und wo aufschlägt.

Bei der Annahme eines Kippmechanismus um das unzerstörte Gelenk schlägt zuerst eine Teilmasse am Pfeiler des zerstörten Gelenks auf. Bleibt die Gelenkwirkung in Bogenmitte erhalten, schlägt als nächstes die Teilmasse am nicht zerstörten Gelenk auf, und zum Schluß öffnet sich das Mittelgelenk (s. Bild 19 links). Eine weitere denkbare Versagensmöglichkeit ist, daß die Zerstörung eines Kämpfergelenks das sofortige Versagen der gesamten Bogenkonstruktion zur Folge hat, worauf der Bogen von den Kämpfern abrutscht. Aufgrund des sofort zerstörten Mittelgelenks schlagen die beiden Bogenhälften unabhängig voneinander auf (Bild 19 rechts).

Bei Bogen 6 ist zudem die Möglichkeit in Betracht zu ziehen, daß der tiefer gelegene Kämpfer mit einer Teilmasse zuerst auf dem Boden aufschlägt, obwohl das Gelenk auf der anderen Seite zerstört wird.

Für die Sprengung von Bogen 5 kann als ungünstigster Fall angenommen werden, daß die Gesamtmasse eines Halbbogens von rund 1000 t aus etwa 12 m Höhe in Halbbogenmitte auf dem Boden aufschlägt (Bild 20). Es ist jedoch unwahrscheinlich, daß ein vollständiges Kippen herbeigeführt werden kann. Der Abstand zum parallel zur Brücke geführten Teil der Gasleitung DN 400 beträgt dann ca. 28 m, ebenso zum unterquerenden Teil der Gasleitung DN 400. Der Abstand zur unterquerenden Gasleitung DN 300 unter Bogen 6 beträgt in diesem Fall ca. 50 m.

Die Fallhöhe für die Bögen 4 bzw. 5 kann bei Annahme eines Massen-

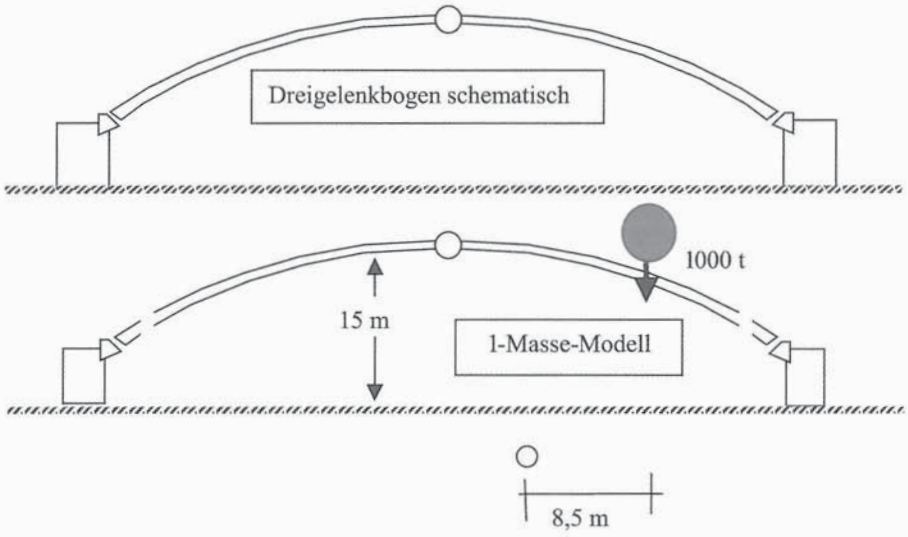
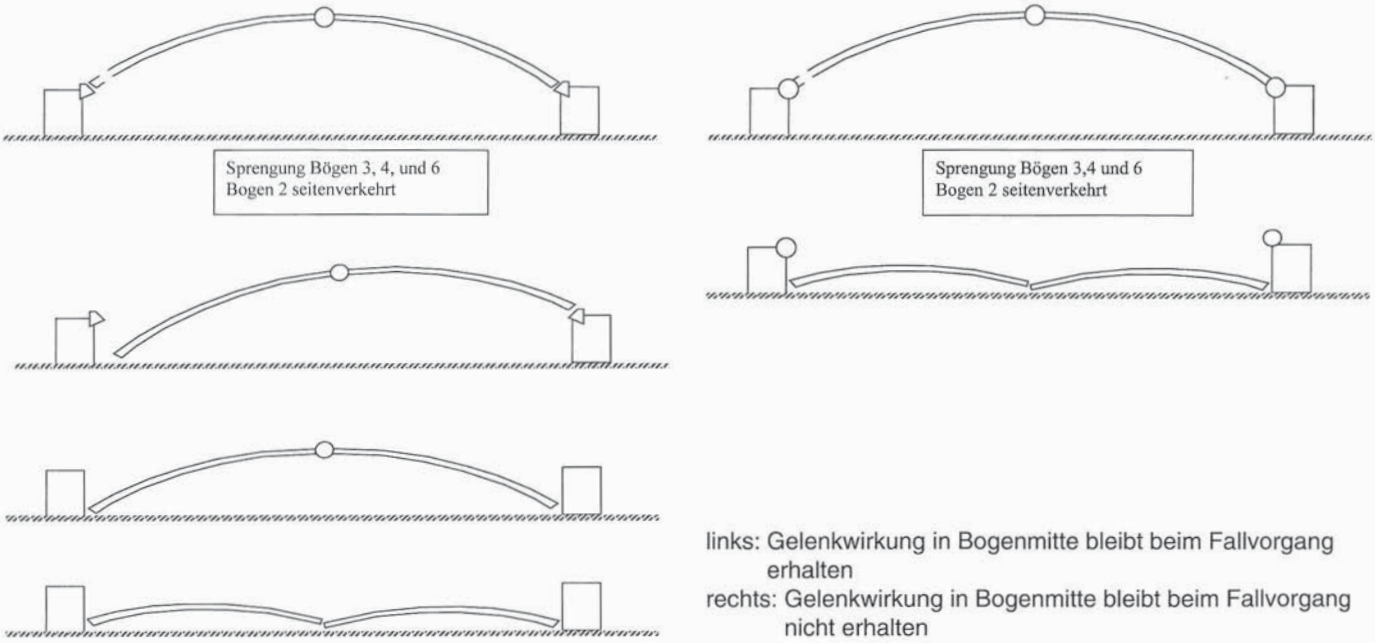


Bild 18. Darstellung des Dreigelenkbogens und des Modells der Ausschreibung
Fig. 18. Three-hinged arch and the model given by bidding procedure



links: Gelenkwirkung in Bogenmitte bleibt beim Fallvorgang erhalten
rechts: Gelenkwirkung in Bogenmitte bleibt beim Fallvorgang nicht erhalten

Bild 19. Mögliche Versagensformen der Bögen
Fig. 19. Possible failure modes of the arches

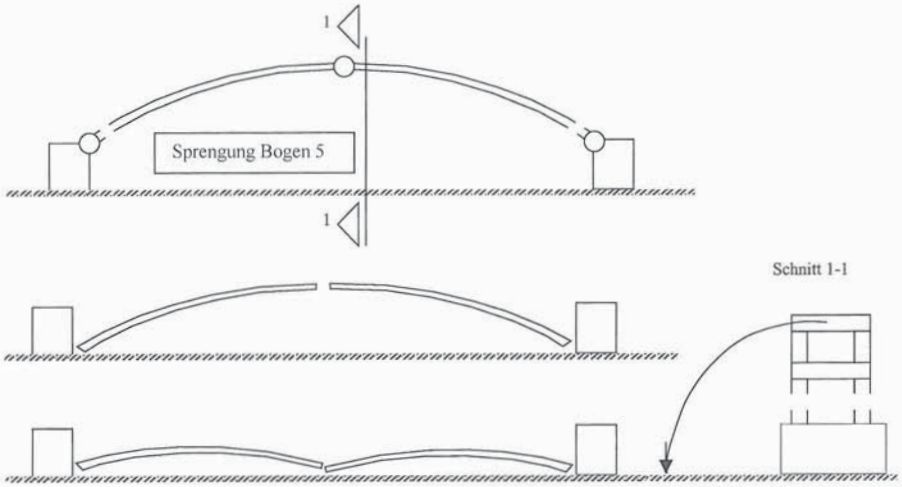


Bild 20. Versagensmechanismus durch Kippen des Bogens Nr. 5
Fig. 20. Failure mechanism by overturning of the arch number 5

punktes etwa 15 m betragen und etwa 10 m für Bogen 6. Dagegen beträgt sie beim Aufschlagen der Teilmassen der Kämpfer nur etwa 5 m bei Bogen 4 bzw. 5 und etwa 3 m bei Bogen 6.

Bei den Bögen 2 und 3 ist die mögliche Fallhöhe um etwa 4 m größer, da das Bett des Neckars um diesen Betrag niedriger liegt als das Vorland.

Ausgangspunkt für die Ermittlung der Schwinggeschwindigkeit auf der Rohrleitung ist die Schwinggeschwindigkeit des Bodens am Auftreffpunkt. Aus der Formel für den freien Fall ergibt sich die Geschwindigkeit der Fallmasse vor dem Auftreffen zu

$$v = \sqrt{2 \cdot g \cdot h},$$

also zu 4,4 m/s für 1 m Fallhöhe und 17 m/s für 15 m Fallhöhe.

Falls diese Geschwindigkeit verlustfrei an den Baugrund im Auftreffpunkt weitergegeben wird, ist der zulässige Maximalwert der Erschütterungen für die Rohrleitungen nicht einzuhalten. Demzufolge muß die Fallmasse abgebremst werden.

Es sei erwähnt, daß in [6] vorgeschlagen wird, eine Stoßgleichung mit einer abgeschätzten beteiligten Bodenmasse zu formulieren. Aus der bei der Erarbeitung der Ausschreibungsunterlagen erstellten Prognose, die auf [6] Bezug genommen hat, ergibt sich für die Erschütterung in 1 m Entfernung vom Auftreffpunkt ein Wert in Höhe von 331 mm/s. Dieser Wert ist rund 7mal so groß wie die festgelegte maximal zulässige Schwinggeschwindigkeit. Am Auftreffpunkt selbst wäre die Erschütterung unbestimmt (∞).

Auch unter Berücksichtigung der diskutierten Versagensmechanismen, also des Ansatzes realistischerer Werte für die Fallmasse und die Fallhöhe gegenüber den konservativen Annahmen, ergibt sich immer noch eine Erschütterung des Bodens am Auftreffpunkt, die ein Vielfaches des zulässigen Wertes beträgt. Dabei ist auch berücksichtigt, daß der Fall durch die Gelenke gesteuert wird und insofern nicht von einem freien Fall ausgegangen werden kann.

Durch die Verwendung eines Fallbetts lassen sich die Erschütterungen reduzieren, da ein Teil der Fallenergie dadurch verzehrt wird, daß sich der Betonkörper in das Fallbett eindrückt und das Korngefüge verschiebt. Außerdem wird durch das Fallbett die Fallhöhe und damit die Auftreffgeschwindigkeit verringert. Gegenüber dem üblichen Vorgehen, wonach das Fallbett zwar zum Schutz aufgebaut, dadurch aber nur bis zu 30% Erschütterungsminderung erwartet wird, war hier eine Dimensionierung vorzusehen, die die Wirkung der aufschlagenden Masse um ein Vielfaches reduzierte.

Eine Berechnung mit einem Programm zur Simulation des zentralen Stoßes mit Energieverzehr zeigte, daß ein ausreichendes Abbremsen der Fallmasse erst ermöglicht wird, wenn ein Fallbett von mindestens 5 m Höhe aufgebaut wird, mit einer eingebetteten Stoßmasse von etwa 50 t.

Optimales Material für die Fallbette ist grobkörniges, besser sogar wenig gebrochenes bis ungebrochenes Recyclingmaterial, so daß durch die Kantenpressungen und das Eindrücken der größeren Steine in feinkörnigeres Material ein optimaler Energieverzehr erreicht wird. In Bild 21 ist beispielhaft das Fallbett zum Schutz der Gasleitung unter Bogen Nr. 4 dargestellt. Da unter diesem Bogen auch ein Abwassersammler zu schützen war, bot es sich an, das Fallbett über den ganzen nördlichen Bereich dieses Brückenfeldes auszuführen. Dadurch wurde auch vermieden, daß durch ein lokal zu hoch herausstehendes Fallbett die Wirkung der fallenden Masse in ungünstiger Weise konzentriert wird.

Aus Zeitgründen war es nicht möglich, für die Fallbette das optimale Material zu beschaffen. Die Fallbette wurden daher mit Bodenaushub der Körnung 0 bis 200 mm aufgebaut. Es wurden rund 12000 m^3 Boden für die Fallbette geschüttet (s. Bild 22).

Baggermatratzen (Empfehlung des Gutachters) als im Fallbett einzubettende Stoßmasse standen nicht zur Verfügung. Daher wurden die Stoßmassen vor Ort als 25 cm dicke Platten, versehen mit einer Netzbewehrung (2 Matten Q 377, eine oben und eine unten), aus B 45 hergestellt. Die Breite der Platten betrug 2,50 m (s. Bild 23a). Die hohe Betonfestigkeitsklasse wurde nur deshalb gewählt, weil innerhalb weniger Tage im Monat Februar eine bestimmte Mindestfestigkeit erreicht werden mußte. Im Gegensatz zu den Baggermatratzen (biegeschlaffe Gliederkette) war bei diesen Stoßmassen auch eine gewisse Biegesteifigkeit gegeben. Dadurch ergibt sich einerseits eine bessere Lastverteilung beim Aufschlagen der Massen, andererseits wird jedoch weniger Energie verzehrt – einzelne Baggermatratzen könnten sich verschieben bzw. eindrücken. Zwei Stoßmassen, nämlich die über den Gashochdruckleitungen, wurden später gezielt freigelegt, und es zeigte sich, daß sie nicht beschädigt waren (s. Bild 23b). Daraus läßt sich schließen, daß sie nicht unmittelbar zum Energieverzehr beigetragen haben. Demzufolge wäre eine Gliederkette aus Baggermatratzen in der Tat die bessere Lösung gewesen.

Es sei noch erwähnt, daß für den Schutz der Leitungen vor beim Massenaufschlag sich in den Boden bohrenden Bewehrungsstäben Stahlplatten von 20 mm Dicke vor Aufbau der Fallbette direkt auf das Erdreich gelegt wurden (s. auch Bild 21).

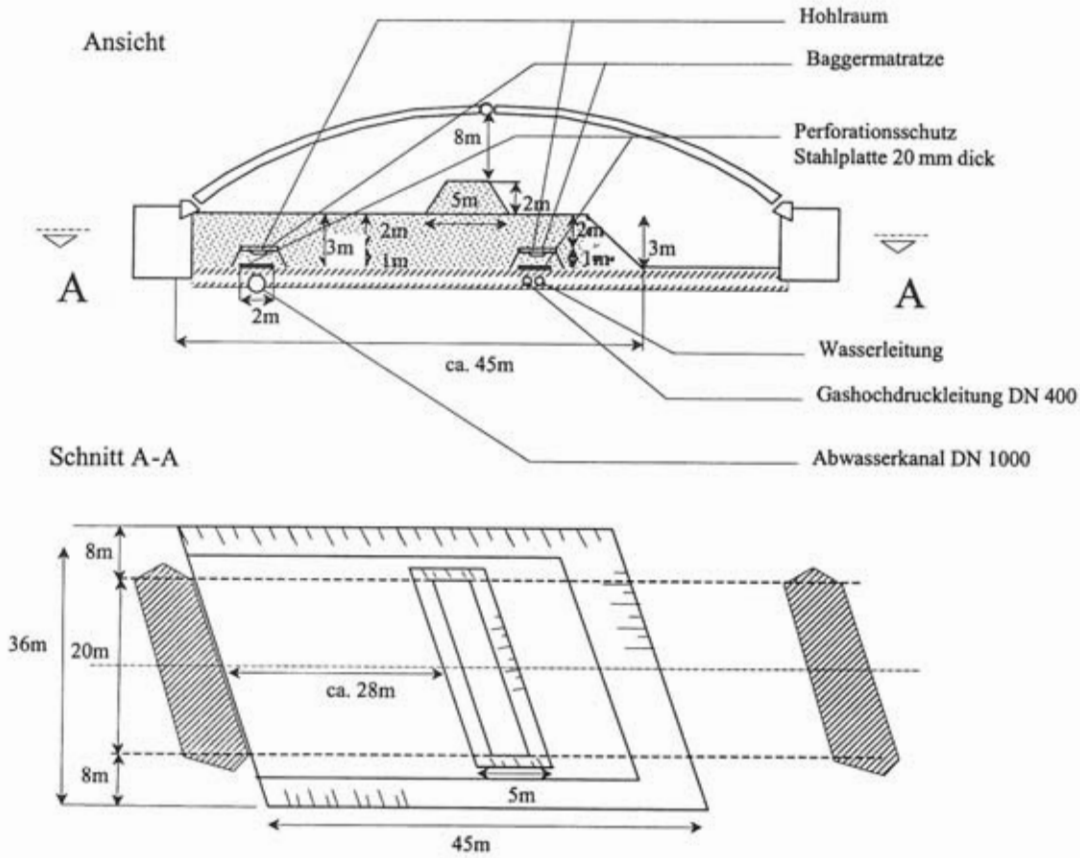


Bild 21. Fallbett unter Bogen Nr. 4 (nicht maßstäblich)
Fig. 21. Sand mound under arch number 4

Bild 22. Fallbette, a) Herstellung, b) Endzustand unter Bogen Nr. 4
Fig. 22. Sand mounds, a) pouring, b) finished under arch number 4

Bild 23. Stoßmassen, a) Herstellung, b) freigelegte Stoßmasse (Bogen Nr. 4)
Fig. 23. Concrete impact masses, a) construction, b) open concrete impact mass (arch number 4)

9 Beweissicherndes Meßprogramm

Das beweissichernde Meßprogramm diente vor allem dem Nachweis der Einhaltung der festgesetzten maximalen Schwinggeschwindigkeit für die Gashochdruckleitungen. Zudem wurden die Erschütterungen des neuen Bauwerks bei den Sprengungen erfaßt.

In Bild 24 ist die Anordnung der Meßpunkte dargestellt (nicht maßstäblich). An allen Meßpunkten wurden mit 3D-Sensoren die Schwinggeschwindigkeiten über die Zeit in den drei Achsrichtungen gemessen. Alle Sensoren wurden so aufgestellt, das ihre x-Achsen in Richtung der Gashochdruckleitungen nach Westen zeigten.

Die Messungen an den Punkten 1 bis 5 dienten der Erfassung der Erschütterungen der beiden Gashochdruckleitungen, die an den Punkten 6, 7 sowie 9 dienten der Erfassung der Bauwerkserschütterungen, und die Messung am Punkt 8 erfaßte die Erschütterungen am südlichen Widerlager der beiden Bogenplatten (West und Ost) über den Kanal.

Die Messungen an den Punkten 1 bis 4 erfolgten direkt auf den Gashochdruckleitungen. Dazu wurden beide Leitungen an jeweils zwei Stellen freigelegt, um die 3D-Sensoren auf diesen aufsetzen zu können (s. Bild 25). Da ein Überfluten des Nekkarvorlands nicht ausgeschlossen werden konnte, war es erforderlich, diese Sensoren wasserdicht zu verpacken. Nach dem Verlegen sämtlicher Meßkabel in eigens dafür gezogenen Kabelgräben wurden die zuvor freigelegten Bereiche der Leitungen geschlossen und im Anschluß daran die Fallbette aufgebaut. Die Meßpunkte 1 und 3 lagen etwa in der Achse des westlichen, die Meßpunkte 2 und 4 in jener des östlichen Überbaus. Der Abstand zwischen den Meßpunkten 1 und 2 wie auch zwischen 3 und 4 betrug etwa 8 m. Es wurden also, gemäß Abschnitt 7 unter „Forderungen des Leitungsbetreibers", die Erschütterungen direkt unter den aufschlagenden Massen erfaßt.

Meßpunkt 5 wurde zur Überwachung des parallel zur Brücke verlaufenden Leitungsstücks im Freifeld über der Leitung (DN 400) installiert.

Die Meßpunkte 6, 7 und 9 befanden sich jeweils etwa in Feldmitte im Innern des Hohlkastens des ersten neuen Überbaus. Die dort gemessenen Werte gaben Aufschluß über die Belastung des neuen Bauwerks infolge der eigentlichen Sprengerschütterungen wie auch der Erschütterungen aus Massenaufprall. Bei der Sprengung der Donaubrücke bei Leipheim wurde im neuen Brückenbauwerk eine vertikale Schwinggeschwindigkeit von 17 mm/s gemessen. Da bei der Nekkarbrücke die Fallhöhe etwas geringer war, wurde davon ausgegangen, daß die Anhaltswerte der DIN 4150 Teil 3 für Ingenieurbauwerke eingehalten werden können.

Bild 25. Freigelegte Gashochdruckleitung
Fig. 25. Open high-pressure gas pipe

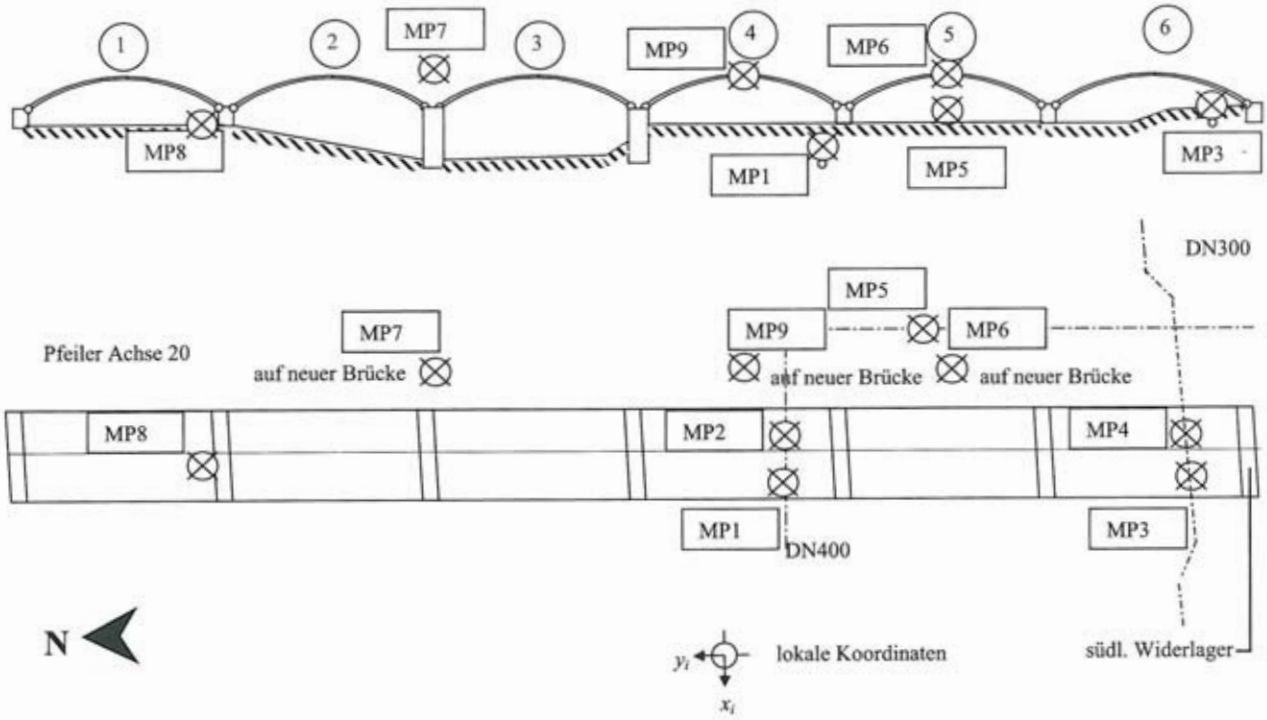


Bild 24. Darstellung der Brücke mit Meßpunkten (nicht maßstäblich)
Fig. 24. Measuring points on the bridge

Die am Punkt 8 erfaßten Erschütterungen dienten der Beurteilung der Standsicherheit der beiden Bogenplatten über den Kanal nach den ersten beiden Sprengungen. Maßgebend für diese Beurteilung war jedoch das Ergebnis der genauen visuellen Prüfung des gesamten Tragwerks – insbesondere der Gelenkkonstruktionen – nach den Sprengungen vor Freigabe des Schiffsverkehrs. Hierbei war auch zu beachten, daß bei der zweiten Sprengung der Bogen Nr. 2 Ost durch Zündung von Sprengladungen auf der Süd- und Nordseite zum Einsturz gebracht wurde. Es war somit eine direkte Erschütterungseinwirkung aus der Sprengung auf das südliche Widerlager der beiden Bogenplatten über den Kanal gegeben.

In diesem Zusammenhang sei erwähnt, daß Sprengerschütterungen zwar sehr hohe Beschleunigungs- oder auch Schwinggeschwindigkeitsamplituden annehmen können, aufgrund ihrer hohen Frequenzen weisen sie aber eine geringe Energie auf. Die mit den Sprengungen einhergehenden Erschütterungen sind also verhältnismäßig gering.

10 Meßergebnisse und deren Auswertung

Die gemessenen maximalen Schwinggeschwindigkeiten bei den drei Sprengungen sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Daraus ist ersichtlich, daß lediglich bei der ersten Sprengung am Meßpunkt 1 – westlicher Meßpunkt auf der Gashochdruckleitung unter Bogen Nr. 4 – der Grenzwert der zulässigen Schwinggeschwindigkeiten von 50 mm/s überschritten wurde. Als Folge dessen war ein Spannungsnachweis für diese Leitung zu führen. Dazu wurden zunächst aus den Geschwindigkeitszeitverläufen der Meßpunkte 1 und 2 durch Integration die Verschiebungszeitverläufe gebildet. Diese sind im Bild 26 dargestellt.

Diese Verschiebungszeitverläufe zeigen, daß nach dem Massenaufschlag die Abwärtsbewegung der Leitung am Meßpunkt 1 jener am Meßpunkt 2 etwas vorausläuft. Erst nachdem der Stoßvorgang vorbei ist, nach ca. 1,5 s (bei etwa 1500 auf der Abszisse) werden die Bewegungen synchron, und die Rohrleitung schwingt aus.

Für die Berechnung der Spannung wurde der Spitzenwert der Durchbiegung am Meßpunkt 1 gewählt. Da bei dem etwa 8 m entfernten Meßpunkt 2 zu diesem Zeitpunkt praktisch noch keine Durchbiegung zu verzeichnen war, wurde für eine konservative Abschätzung die Spannweite eines äquivalenten gleichseitig eingespannten Stabes wie mit dem TÜV Süddeutschland vereinbart zu 10 m angenommen (also nicht 2 × 8 m = 16 m).

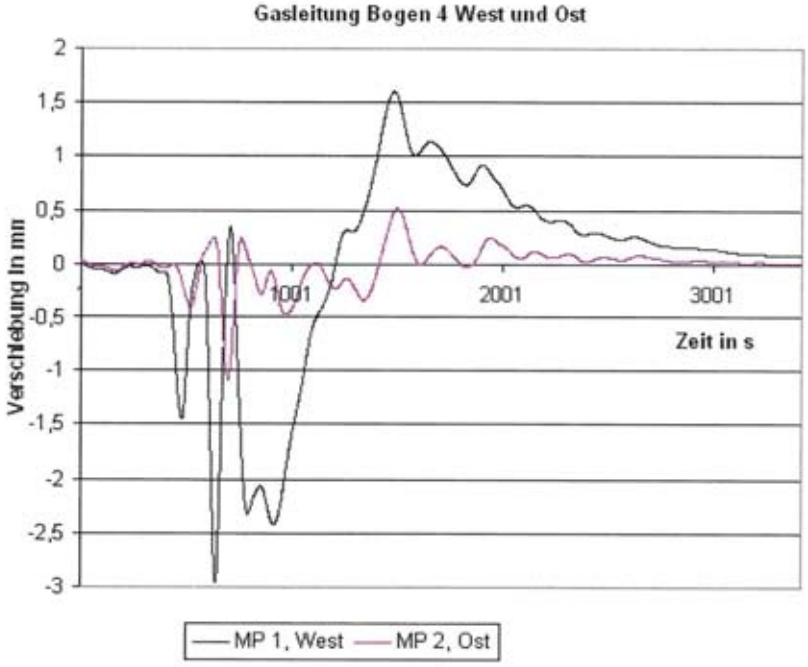
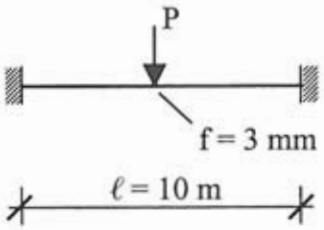


Bild 26. Verschiebungszeitverläufe, MP 1 und MP 2
Fig. 26. Displacement-time history of MP 1 and MP 2

Tabelle 1. Gemessene maximale Schwinggeschwindigkeiten
Table 1. Measured maximum vibration rates

Meßposition	1. Sprengung, 29. 02. 04			2. Sprengung, 14. 03. 04			3. Sprengung, 21. 03. 04		
	vx [mm/s]	vy [mm/s]	vz [mm/s]	vx [mm/s]	vy [mm/s]	vz [mm/s]	vx [mm/s]	vy [mm/s]	vz [mm/s]
MP 1	26,34	66,72	83,62	6,77	16,97	10,56	7,63	10,73	13,89
MP 2	16,33	19,22	35,10	6,43	9,80	22,39	6,07	9,25	13,76
MP 3	3,60	19,45	31,68	8,25	9,76	9,11	2,00	7,34	7,09
MP 4	4,80	13,55	14,19	7,42	12,53	9,82	2,06	9,89	7,89
MP 5	19,80	4,70	19,60	16,50	11,70	15,50	–	–	–
MP 6	8,40	7,10	22,90	9,50	6,40	33,40	6,30	6,10	19,30
MP 7	4,35	1,76	11,33	4,35	4,22	13,26	–	–	–
MP 8	17,20	7,70	16,60	18,80	9,10	25,80	–	–	–
MP 9	–	–	–	–	–	–	14,60	5,60	43,60

Spannungsnachweis:



$$\sigma = \frac{12 \cdot E \cdot D}{\ell^2} \cdot f = 30\ N/mm^2$$

mit
$E = 210000\ MN/m^2$
$D = 0{,}40\ m$

Es ergab sich aus der Stoßbelastung der aufschlagenden Massen eine Spannung in der Leitung von $\sigma = 30\ N/mm^2$. Die zulässige Spannung beträgt dagegen $324\ N/mm^2$.

Da die aufgetretenen Spannungen nur rund 10 % der zulässigen Spannungen betrugen, konnte eine Beschädigung der Rohrleitung trotz Überschreitung des vereinbarten Grenzwertes ausgeschlossen werden.

Zur Abschätzung des Fehlers, der durch die Reduzierung auf die vertikale Verschiebung bzw. ebene Biegung bedingt war, wurde noch die Verschiebung quer zur Rohrachse am MP 1 bestimmt (s. Bild 27). Da die resultierende Verschiebung nur ca. 15 % höher war als die Verschiebung in Z-Richtung und sich somit die Schlußfolgerung nicht änderte, wurden genauere Untersuchungen des räumlichen Spannungszustandes für nicht erforderlich gehalten.

Aus den Geschwindigkeitszeitverläufen der ersten Sprengung am 29. 02. 2004 ist zu erkennen (s. Bild 28), daß die Sprengung selbst zwar zu deutlichen Erschütterungen führte, die etwa eine Sekunde später folgenden Aufprallerschütterungen waren aber sehr viel stärker und daher für die Bewertung maßgebend. Dies geht besonders deutlich aus Bild 28b hervor.

Die im Hohlkasten durchgeführten Messungen (s. Bild 29) zeigen deutlich, daß es sich beim Überbau um einen schwingungsfähigen Balken handelt.

Da es bei der ersten Sprengung am MP 1 zu einer Überschreitung des Grenzwertes für die zulässigen Schwinggeschwindigkeiten kam, wurde vor der zweiten Sprengung das Fallbett

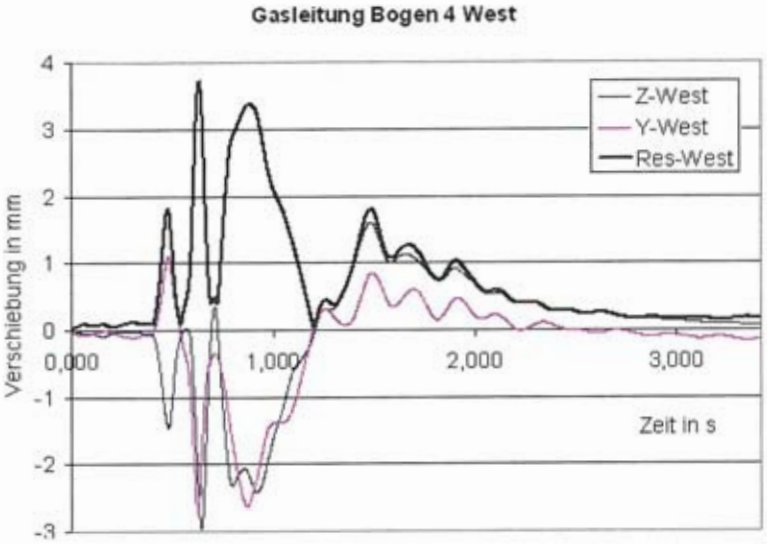
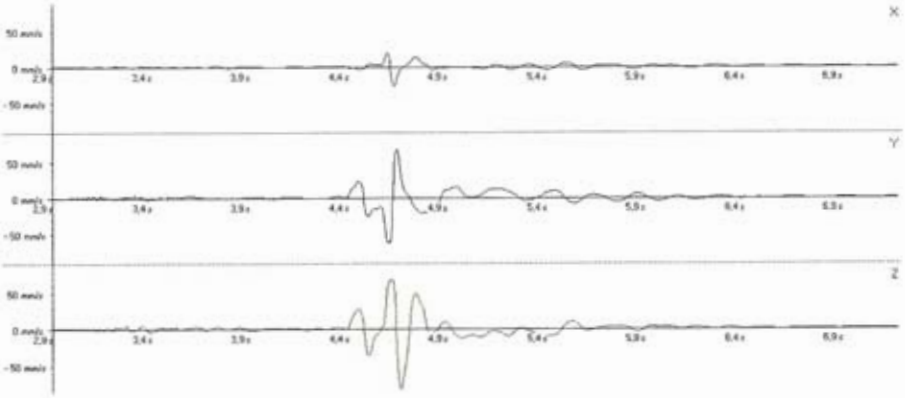
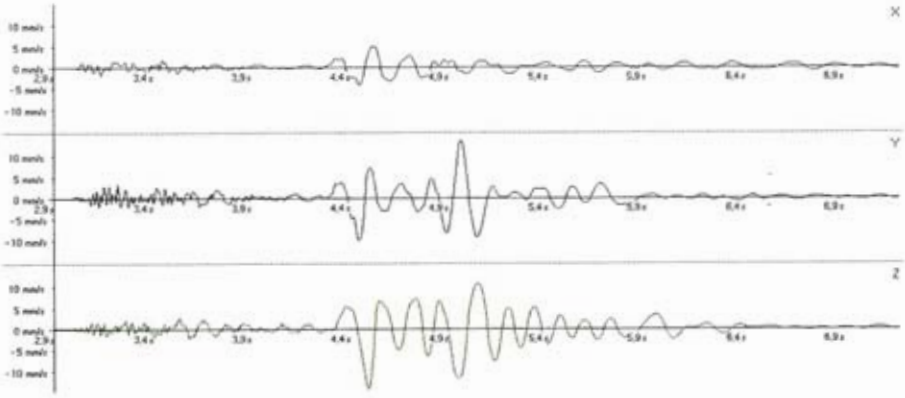


Bild 27. Resultierende Verschiebung über die Zeit am MP 1
Fig. 27. Resulting displacement over time at MP 1



a) MP 1, 29. 02. 2004

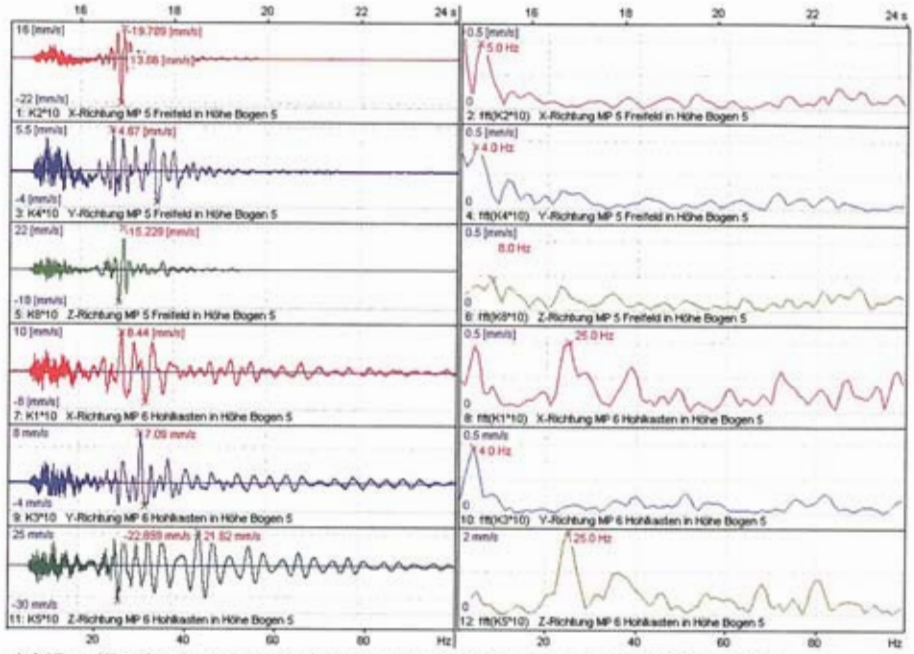


b) MP 4, 29. 02. 2004

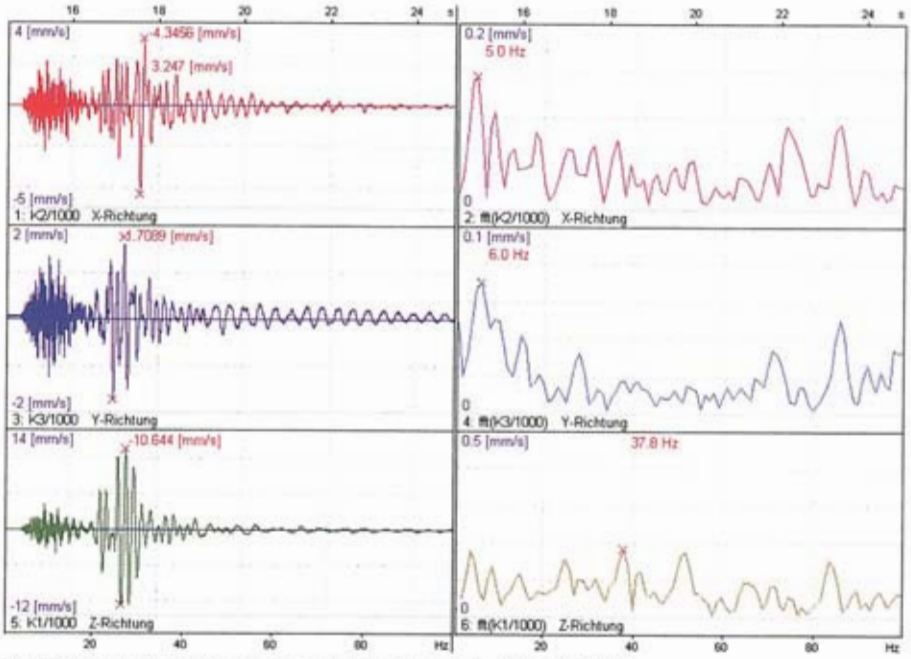
Bild 28. Zeitverlauf der Schwinggeschwindigkeiten
Fig. 28. Time history of vibration rates

unter Bogen Nr. 4 um rund 1 m erhöht. Hierfür stand nunmehr der Betonabbruch des schon gesprengten westlichen Überbaus zur Verfügung. Dieses Material wurde zunächst auf eine Kantenlänge von etwa 30 cm gebrochen und dann aufgeschüttet (Bild 30).

Durch diese zusätzliche Maßnahme konnten bei der zweiten Sprengung die Erschütterungen der Gashochdruckleitung unter Bogen Nr. 4 nochmals deutlich reduziert werden. Am MP 2 wurde in Z-Richtung eine Schwinggeschwindigkeit von nur noch 22,39 mm/s gemessen (erste Sprengung, MP 1: 83,62 mm/s), in Y-Richtung eine von lediglich 9,80 mm/s (erste Sprengung, MP 1: 66,72 mm/s).



a) MP 5 (Freifeld) und MP 6 (Hohlkasten in Höhe Bogen 5), 29. 02. 2004



b) MP 7 (Hohlkasten, Mitte Feld über Neckar), 29. 02. 2004

Bild 29. Zeitverlauf und Frequenzanalyse der Schwinggeschwindigkeiten
Fig. 29. Time history and frequencies of vibration rates

Bild 30. Erhöhtes Fallbett unter Bogen Nr. 4
Fig. 30. Elevated sand mound under arch number 4

11 Vergleich von prognostizierten mit gemessenen Werten

In Bild 31 sind prognostizierte und gemessene Schwinggeschwindigkeitswerte gegenübergestellt.

Ein direkter Vergleich der gemessenen Schwinggeschwindigkeitswerte mit den Prognosen sollte nicht gezogen werden, da unterschiedliche Fallbettausführungen den verschiedenen Berechnungen zugrunde gelegt wurden. Bild 31 ist daher als Größenordnungsübersicht zu verstehen.

Zwei Aussagen können aber getroffen werden: Die Prognosen für die direkte Umgebung der Erschütterungsquelle (Abstand kleiner 10 m) liefern sehr hohe Werte, die üblicherweise nicht im Bereich zulässiger Erschütterungen liegen.

Das hier aufgetretene großflächige Aufschlagen der Massen führt zu weittragenden Wellen mit der Folge, daß in größeren Entfernungen tatsächlich höhere Erschütterungswerte als prognostiziert auftreten.

An dieser Stelle sei dem Leser in Erinnerung gerufen, daß die Prognose, welche im Rahmen der Erarbeitung der Ausschreibungsunterlagen erstellt wurde, für die Erschütterung im Bereich der Gashochdruckleitungen einen Wert von 25 mm/s lieferte. Die Konsequenz aus dem Vergleich dieses Wertes mit den tatsächlich aufgetretenen Schwinggeschwindigkeiten – trotz beachtlicher Fallbette – ist, daß die Anwendung einfacher Faustformeln nicht in jedem Fall berechtigt ist.

Die große Diskrepanz zwischen dem ursprünglich prognostizierten und dem gemessenen Wert der maximalen Schwinggeschwindigkeit der Gashochdruckleitung unter Bogen Nr. 4 überrascht dennoch, da die Messungen klar zeigen (siehe Zeitverläufe der Schwinggeschwindigkeiten), daß nicht die gesamte Masse zu einem Zeitpunkt aufschlug, sondern unterschiedlich große Teilmassen zu verschiedenen Zeitpunkten auf dem Baugrund bzw. die Fallbette prallten.

12 Schlußfolgerungen (Schutz der Gashochdruckleitungen)

Ein sprengtechnischer Brückenabbruch wie hier durchgeführt verlangt eine problemorientierte Vorgehensweise. Eine vereinfachte Vorgehens-

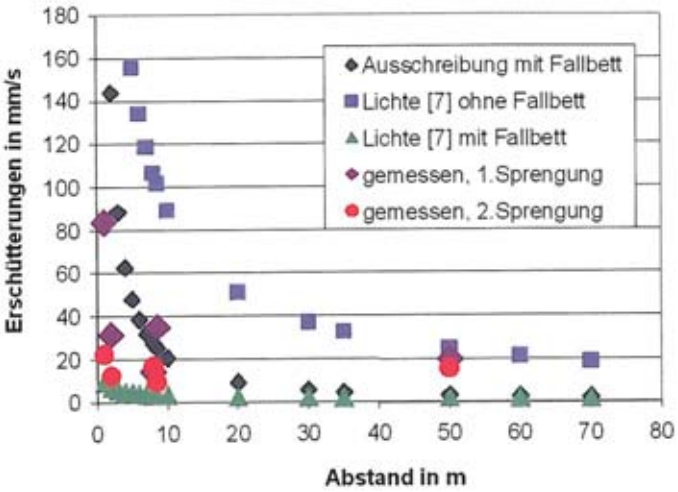


Bild 31. Darstellung des Vergleichs gemessener Schwinggeschwindigkeiten mit verschiedenen Prognoseansätzen
Fig. 31. Comparison of measured vibration rates to different prediction models

weise durch Abschätzung von Erschütterungseinwirkungen in Anlehnung an DIN 4150 Teil 1 und anschließendem Vergleich mit empirischen Anhaltswerten kann bei einem hohen Risiko wie einer Gashochdruckleitung zu einer sehr unklaren Sicherheitssituation führen. Vielmehr ist es erforderlich aus den (hier sogar gesetzlich) vorgegebenen Anforderungen an eine Gashochdruckleitung mechanische Kriterien zu bestimmen, die dann wiederum zu meßbaren Größen (hier zeitabhängige Bewegungen) in Beziehung gesetzt werden können.

Insbesondere für den Bereich unter dem Aufschlagpunkt fallender Massen kann das übliche Verfahren der Erschütterungsprognose nicht verwendet werden. Die Stoßmechanik führt dann zu einem brauchbaren Ergebnis, wenn der Energieverzehr eines Fallbetts einigermaßen sicher modelliert werden kann. Dieses Vorgehen führte hier zu einer erfolgreichen Dimensionierung der Fallbette, wie anhand der Messungen bestätigt wurde.

Empfehlungen aus Sicht des Auftraggebers

Bei vergleichbaren bzw. ähnlichen Maßnahmen sollten alle Beteiligten möglichst früh zusammengebracht werden, denn viele Aspekte sind bei der späteren Umsetzung zu würdigen. Alle Beteiligten müssen zufriedengestellt werden.

Sind Erschütterungen zu prognostizieren und soll aus diesem Grunde ein Sachverständiger für Erschütterungen eingeschaltet werden, sollte dieses frühzeitig geschehen. Es ist erstrebenswert, daß der Sachverständige das Projekt von der Beratung bis hin zur meßtechnischen Überwachung begleitet. Nur dann kann auch bereits in der Ausschreibungsphase der Umfang der Schutzmaßnahmen gezielt festgelegt werden. Dies ist wiederum Voraussetzung dafür, daß die erforderlichen Leistungen eindeutig und erschöpfend ausgeschrieben werden können. Die entsprechenden Kosten werden gleich im Angebot erfaßt und müssen nicht über Nachtragsverträge abgegolten werden. Bei der Vertragsgestaltung ist auch der Aspekt der Risikoverteilung zu würdigen.

Es ist in ähnlichen Fällen die Alternative der späteren Leitungsinstandsetzung in Betracht zu ziehen.

13 Fazit

Der Rückbau der alten Neckarbrücke Mannheim konnte in der vorgesehenen Zeit von ca. vier Monaten erfolgreich abgeschlossen werden. Die Ausführung erfolgte durch eine Arbeitsgemeinschaft unter technischer Federführung der Firma Max Wild, Berheim/Illerbachen.

Die Gashochdruckleitungen wurden in keiner Weise beschädigt und konnten daher planmäßig nach drei Wochen wieder ans Netz gehen.

Der Bauherr bedankt sich bei allen Beteiligten für die erfolgreiche und stets kollegiale Zusammenarbeit.

Literatur

[1] *Ernst, E., Doldt, W.*: Die Neckarbrücke im Zuge der Reichsautobahn Frankfurt a. Main–Heidelberg–Mannheim, Beton und Eisen, 1935, Hefte 22 bis 24.
[2] Verordnung über Gashochdruckleitungen (GasHL-VO).
[3] DIN EN 1594.
[4] NABau: DIN 4150 Erschütterungen im Bauwesen, Teil 1: Vorermittlung von Schwingungsgrößen, Juni 2001.
[5] NABau: DIN 4150 Erschütterungen im Bauwesen, Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen, Februar 1999.
[6] *Duseberg, G., Freund, H.-U.*: Verbesserte Prognose von Boden- und Bauwerkserschütterungen bei Abbruchsprengungen, Spreng-Info 3, 1996.
[7] *Lichte, P.* u. a.: Erschütterungen beim Sprengabbruch von Bauwerken – Prognose der Aufprallerschütterungen, VDI-Berichte Nr. 1754, 2003.
[8] *Hall, W. J., Newmark, N. M.*: Seismic Design Criteria for Pipelines and Facilities, Journal of the Technical Councils of ASCE, 1978.

Autoren dieses Beitrages:
Dipl.-Ing. Martin Osieja, Oberbaurat, Regierungspräsidium Karlsruhe, Dienstsitz Heidelberg, Friedrich-Ebert-Anlage 22–24, 69117 Heidelberg
Dr.-Ing. Oswald Klingmüller, öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für Schwingungen und Erschütterungen, GSP (Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethoden mbH), Käfertaler Straße 164, 68167 Mannheim